



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU



**MINISTERO
DELLA
CULTURA**



PNRR – MISSIONE 1 – DIGITALIZZAZIONE, INNOVAZIONE, COMPETITIVITÀ E CULTURA,
COMPONENTE 3 – TURISMO E CULTURA 4.0, MISURA 2 “RIGENERAZIONE DI PICCOLI SITI
CULTURALI, PATRIMONIO CULTURALE, RELIGIOSO E RURALE, INVESTIMENTO 2.4:
“SICUREZZA SISMICA NEI LUOGHI DI CULTO, RESTAURO DEL PATRIMONIO CULTURALE DEL
FEC E SITI DI RICOVERO PER LE OPERE D’ARTE (RECOVERY ART)” –
LINEA D’AZIONE N. 1 “SICUREZZA SISMICA NEI LUOGHI DI CULTO, TORRI/CAMPANILI”

PROGETTO DI RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO DELLA CHIESA DI SAN ROCCO A MONTECALVELLO (Vt)

CUP F86J24000140006

Elaborato:

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

Soggetto attuatore: Diocesi di Viterbo

Rup: Don Giusto Neri

Progettista e DL strutturale: Ing. Elisabetta Tosini

Versione:

Progetto Esecutivo

Data:

Maggio 2025

Revisione:

001 del 19/05/2025

INDICE

1.	PREMESSA	2
1.1.	Oggetto degli interventi	2
1.2.	Descrizione stato attuale e degli interventi	5
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3.	INDAGINI GEOLOGICO-GEOTECNICHE	6
4.	CONOSCENZA DEL MANUFATTO	7
4.1.	Analisi storico-critica	7
4.2.	Rilievo geometrico.....	7
4.3.	Caratterizzazione meccanica dei materiali	7
4.4.	Conoscenza del manufatto e fattore di confidenza	7
5.	AZIONI DI CALCOLO E LORO COMBINAZIONI	9
5.1.	Carichi statici.....	9
5.2.	Azione sismica	10
5.3.	Combinazioni delle azioni	11
6.	DESCRIZIONE DELLE ANALISI E DELLE VERIFICHE CONDOTTE	12
7.	NUOVI MATERIALI STRUTTURALI	13
8.	VERIFICA COPERTURA	14
8.1.	Capriate lignee	14
8.2.	Verifica collegamenti carpenteria lignea.....	18
8.3.	Elementi secondari.....	21
8.4.	Verifica collegamenti	23

1. PREMESSA

1.1. Oggetto degli interventi

La presente relazione descrive le verifiche effettuate per gli interventi da realizzarsi alla Chiesa di San Rocco, situata sulla Strada Provinciale, 18 nella frazione di Montecalvello nel Comune di Viterbo (VT).

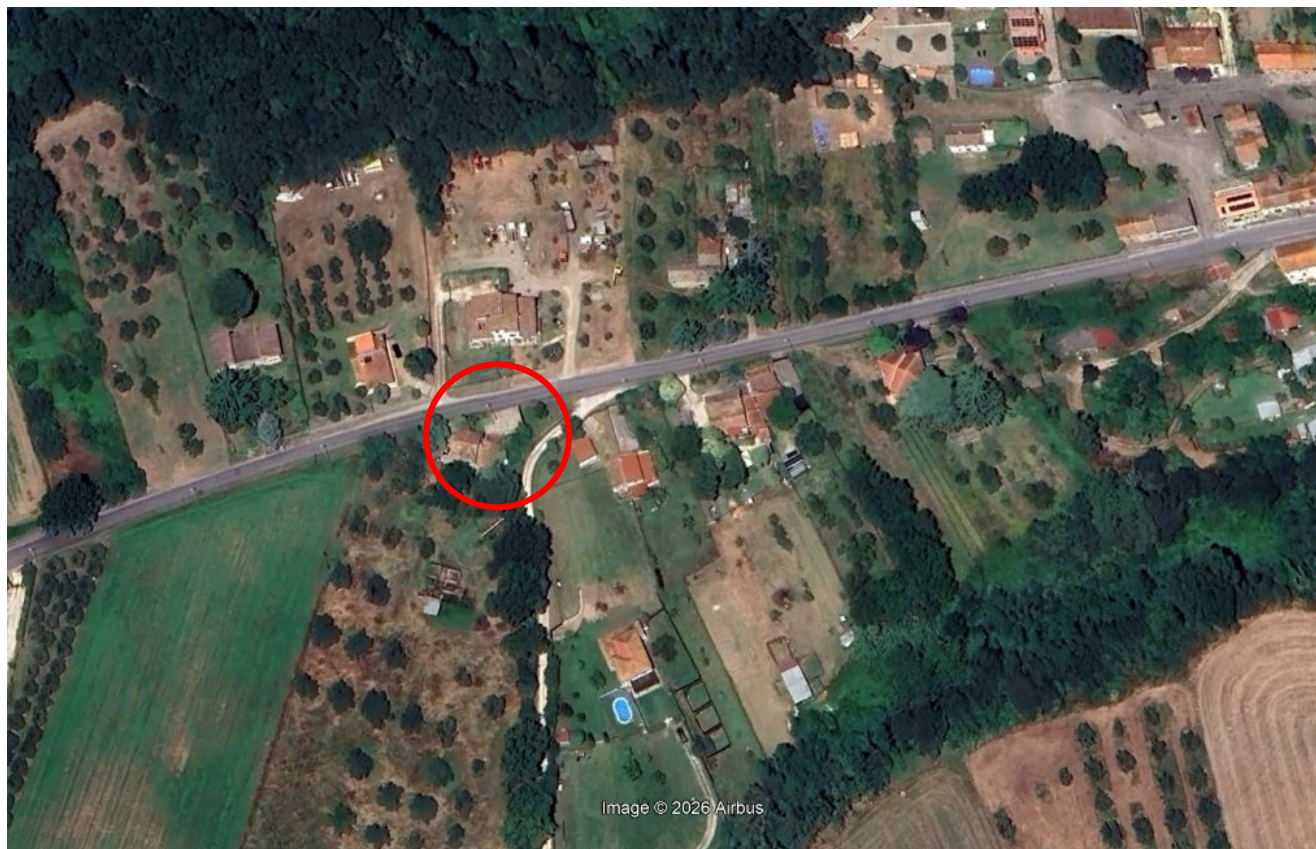


Figura 1 – Vista satellitare della zona oggetto di intervento

Il progetto è stato autorizzato mediante i fondi PNRR – Missione 1 – digitalizzazione, innovazione, competitività e cultura, componente 3 – turismo e cultura 4.0, misura 2 “rigenerazione di piccoli siti culturali, patrimonio culturale, religioso e rurale, investimento 2.4: “sicurezza sismica nei luoghi di culto, restauro del patrimonio culturale del Fec e siti di ricovero per le opere d’arte (Recovery Art)” – linea d’azione n. 1 “sicurezza sismica nei luoghi di culto, torri/campanili”.



Figura 2 – Vista della facciata della Chiesa



Figura 3. Prospetto laterale della Chiesa



Figura 4. Interno della Chiesa

1.2. Descrizione stato attuale e degli interventi

Considerato lo stato di degrado della struttura ed il sottodimensionamento degli elementi strutturali della copertura, l'intervento consiste nel rifacimento della copertura stessa con il posizionamento di una nuova capriata lignea, un cordolo in acciaio tale da legare la muratura, arcarecci e travicelli con legno di castagno e pannelle in laterizio da recupero.

Il manto di copertura sarà composto da isolante termico, guaina impermeabilizzante e tegole in cotto.

L'intervento in esame ricade in quello definito al paragrafo 8.4.1 dalle NTC2018 di riparazione o intervento locale in quanto riguarda singole parti e/o elementi della struttura ed è volto a migliorare le caratteristiche di resistenza di elementi strutturali senza diminuire le condizioni preesistenti di sicurezza dell'intero fabbricato.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Di seguito si riportano le normative tecniche utilizzate per le verifiche di sicurezza delle strutture in esame:

- **Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni 2018** (nel seguito **NTC 2018**);
- Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 21 Gennaio 2019 n. 7, C.S.LL.PP. **“Istruzionei per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”** (nel seguito **Circolare 2019**).

Costituiscono inoltre utile riferimento le seguenti norme ed istruzioni:

- Eurocodice 5 - UNI EN 1995-1-1 **“Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici”**;
- CNR-DT 206-R1 2018 **“Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno”**.

3. INDAGINI GEOLOGICO-GEOTECNICHE

Visti i seguenti aspetti:

- il carattere locale dell'intervento che coinvolge la struttura esistente della copertura non a diretto contatto con le strutture di fondazione;
- non vi sono variazioni di carico sulle strutture verticali pertinenti;
- non vi sono variazioni di rigidità della struttura;
- non sono stati riscontrati segni di dissesto sulle strutture in elevazioni imputabili a cedimenti fondazionali;

non si ritiene necessario svolgere una campagna di indagini geologico-geotecnica e elaborare un apposito documento.

4. CONOSCENZA DEL MANUFATTO

In accordo a quanto indicato nelle NTC 2018 (cfr. par. 8.5, “Definizione del modello di riferimento per le analisi”), la procedura da seguire per la valutazione della sicurezza e la redazione del progetto include le seguenti fasi:

- analisi storico-critica del manufatto;
- rilievo geometrico;
- caratterizzazione meccanica dei materiali;
- scelta dei livelli di conoscenza e dei fattori di confidenza;
- determinazione delle azioni di calcolo.

4.1. Analisi storico-critica

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato.

Nel caso in esame si è proceduto ad una ricerca storica della Chiesa in testi relativi allo studio e alle trasformazioni storico-urbane del sito, procedendo anche attraverso uno studio diretto del manufatto volto ad una lettura della tessitura muraria.

4.2. Rilievo geometrico

Per la struttura in esame è stato realizzato un rilievo geometrico completo con laser scanner e drone che ha permesso la determinazione geometrica di tutta la struttura all'interno e all'esterno.

4.3. Caratterizzazione meccanica dei materiali

Per la struttura in esame non sono state eseguite indagini diagnostiche sui materiali ma è stata eseguita un'ispezione diretta al fine di determinare la tipologia e la conservazione dei materiali esistenti nella struttura.

4.4. Conoscenza del manufatto e fattore di confidenza

Per le costruzioni in muratura, i dati necessari per le valutazioni di cui sopra sono indicati nel paragrafo 8.5.3.1 della Circolare 2019, “Costruzioni in muratura”.

Si distinguono tre livelli di conoscenza:

- LC1: Conoscenza Limitata;
- LC2: Conoscenza Adeguata;
- LC3: Conoscenza Accurata.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria, dettagli costruttivi e materiali così come individuati nel paragrafo precedente. La relazione tra livelli di conoscenza, metodi di analisi e fattori di confidenza è illustrata nel paragrafo 8.5.4.

Nel caso specifico è stato raggiunto il seguente livello di conoscenza :

- **LC1: Conoscenza Limitata** per il materiale muratura a cui è associato un fattore di confidenza pari a 1,35

Le murature portanti sono realizzate con muratura a conci regolari di pietra tenera.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbazzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{pu} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Figura 5. Caratterizzazione meccanica della muratura in accordo alla Circolare 2019.

5. AZIONI DI CALCOLO E LORO COMBINAZIONI

Di seguito si riportano le azioni implementate nelle analisi e le loro diverse combinazioni ai sensi delle NTC 2018.

5.1. Carichi statici

Si riporta l'analisi dei carichi in forma tabellare degli elementi considerati:

ANALISI DEI CARICHI PIANO COPERTURA		
<u>Carichi permanenti</u>		
Arcarecci	0,17	kN/m ²
Travicelli	0,10	kN/m ²
Pianelle in laterizio	0,50	kN/m ²
Sistema isolamento + impermeabilizzazione	0,35	kN/m ²
Soletta c.a. alleggerito sp. 4cm	0,50	kN/m ²
Manto di tegole	0,70	kN/m ²
	2,32	kN/m²
<u>Sovraccarico Accidentale</u>		
Cat. H (copertura accessibile per sola manutenzione)	0,50	kN/m²
TOTALE	2,82	kN/m²

Figura 6 - Analisi dei carichi

NEVE

Il carico della neve sulle coperture è calcolato in relazione ai seguenti parametri:

- Zona: macro area derivante dalla suddivisione del territorio nazionale;
- Esp.: zona topografica di esposizione al vento;
- Ce: coefficiente di esposizione al vento;
- TR: periodo di ritorno di progetto espresso in anni;
- as: altitudine del sito;
- qsk: valore caratteristico del carico della neve al suolo (per Tr = 50 anni);

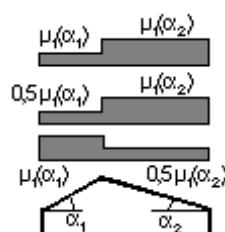
Zona	Esposizione	Ce	TR	as	qsk
III	Zona normale	1,00	50 anni	418 m	89,52

Copertura a due falde:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 21,0^\circ$

$m_1(a_1) = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 72 \text{ daN/mq}$

Schema di carico:



5.2. Azione sismica

Si riportano di seguito i principali parametri sismici con i quali è stata determinata l'azione di progetto e lo spettro di progetto ad esse relativo

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,055	2,509	0,260
SLD	75	0,068	2,486	0,271
SLV	712	0,156	2,497	0,291
SLC	1462	0,193	2,533	0,297

Figura 7. Parametri sismici

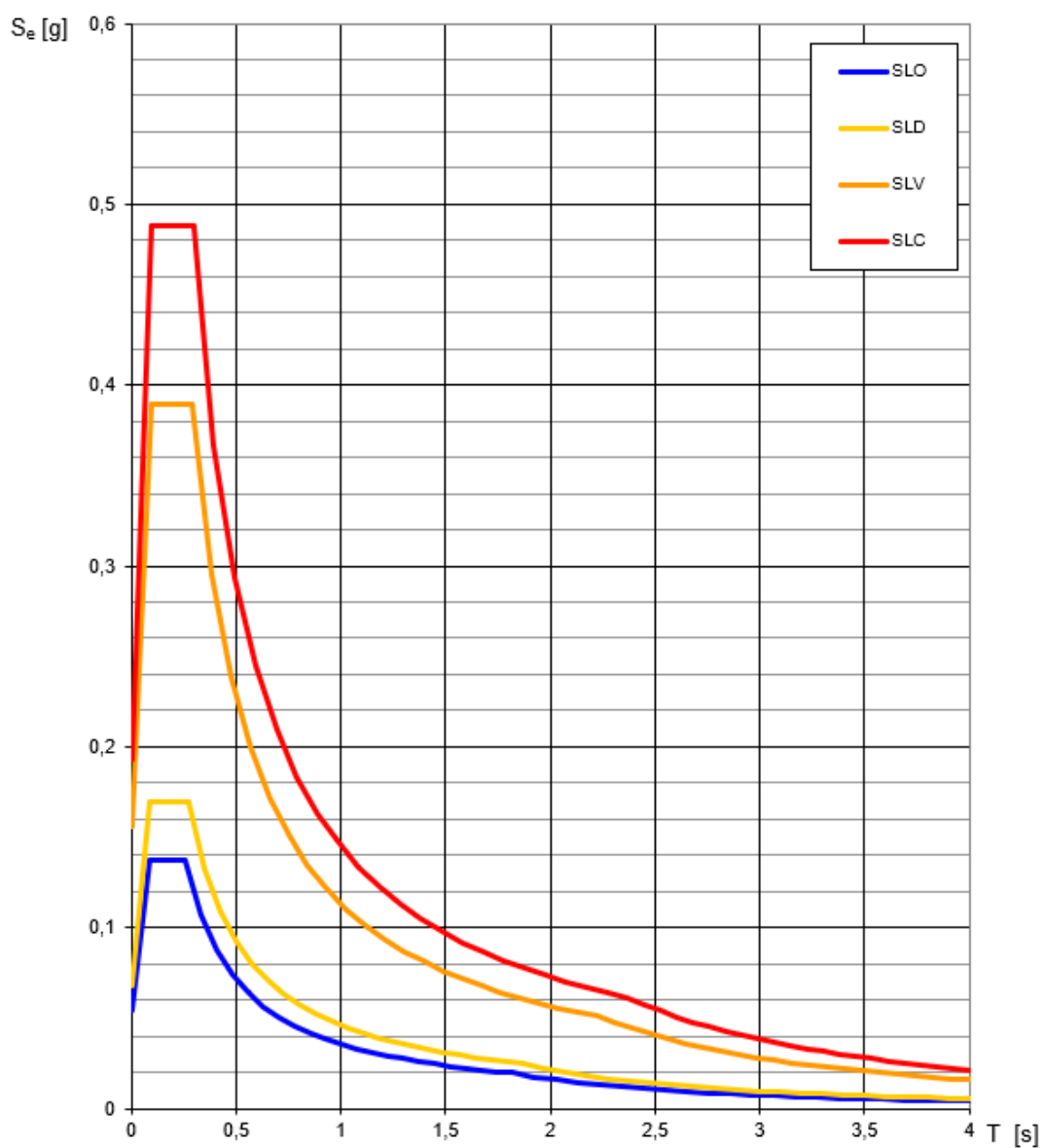


Figura 8. Spettri di progetto

5.3. Combinazioni delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite considerati sono state definite le combinazioni delle azioni in accordo al paragrafo 2.5.3 delle NTC 2018.

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Figura 5 –Coefficienti e combinazioni delle azioni utilizzate (NTC 2018)

6. DESCRIZIONE DELLE ANALISI E DELLE VERIFICHE CONDOTTE

Ai fini della determinazione della sicurezza viene svolta un'analisi statica lineare con le combinazioni dei carichi verticali (SLU, SLE) in cui vengono condotte le seguenti verifiche strutturali:

- verifiche di resistenza e stabilità degli elementi in legno con le formulazioni previste dalle NTC 2018, eseguite con fogli di calcolo e modelli di calcolo;
- verifiche di deformabilità degli elementi in legno, in accordo all'EC 5 e alle CNR 206, per la quale:
 - $u_{2,in} \leq L/300$ dove $u_{2,in}$ è la freccia istantanea dell'elemento inflesso indotta dai carichi variabili nella combinazione di carico SLE rara;
 - $u_{net,fin} = u_{in} + u_{diff} \leq L/250$ dove u_{in} è la freccia istantanea dell'elemento inflesso indotta dalla combinazione di calcolo SLE rara e u_{diff} è la freccia istantanea dell'elemento inflesso indotta dalla combinazione SLE quasi permanente moltiplicata il k_{def} ;
 - $u_{2,fin} = u_{2,in} + u_{2diff} \leq L/200$ dove u_{2in} è la freccia istantanea dell'elemento inflesso indotta dai soli carichi variabili dalla combinazione di calcolo SLE rara e u_{2diff} è la freccia istantanea dell'elemento inflesso indotta dai soli carichi variabili dalla combinazione SLE quasi permanente moltiplicata il k_{def} .
- verifiche sui collegamenti.

7. NUOVI MATERIALI STRUTTURALI

Si riportano i nuovi materiali strutturali utilizzati per gli interventi che si andranno ad effettuare:

- Nuovi elementi in legno di castagno:

Classe D24 in accordo alle UNI EN 338

CASTAGNO D24 - UNI EN 338			
Flessione (5-percentile)	$f_{m,k}$	24,0	MPa
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile)	$f_{t,0,k}$	14,0	MPa
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile)	$f_{t,90,k}$	0,6	MPa
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile)	$f_{c,0,k}$	21,0	MPa
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile)	$f_{c,90,k}$	4,9	MPa
Taglio (5-percentile)	$f_{v,k}$	3,7	MPa
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio)	$E_{0,mean}$	10000	MPa

- Viti da legno a testa svasata filettate in acciaio al carbonio con zincatura galvanica tipo HBS della Rothoblaas:
 - Diametro ϕ 8 mm L=200 mm avente resistenza caratteristica a taglio legno-legno pari a $R_{v,k}=3,28$ kN;
 - Diametro ϕ 10 mm L=300 mm avente resistenza caratteristica a taglio legno-legno pari a $R_{v,k}=4,81$ kN
- Barre filettate M16 cl.8.8;
- Acciaio S275 per profili cordoli;
- Acciaio S235 piastre e profilati copertura.

8. VERIFICA COPERTURA

8.1. Capriate lignee

Le capriate presentano una luce di calcolo pari a 4,70m ed interasse massimo pari a 3,50m. La nuova capriata in legno di castagno avrà catena, puntoni e monaco con sezione 25x25cm.

Si riportano di seguito le immagini del modello di calcolo, delle sollecitazioni e delle verifiche effettuate.

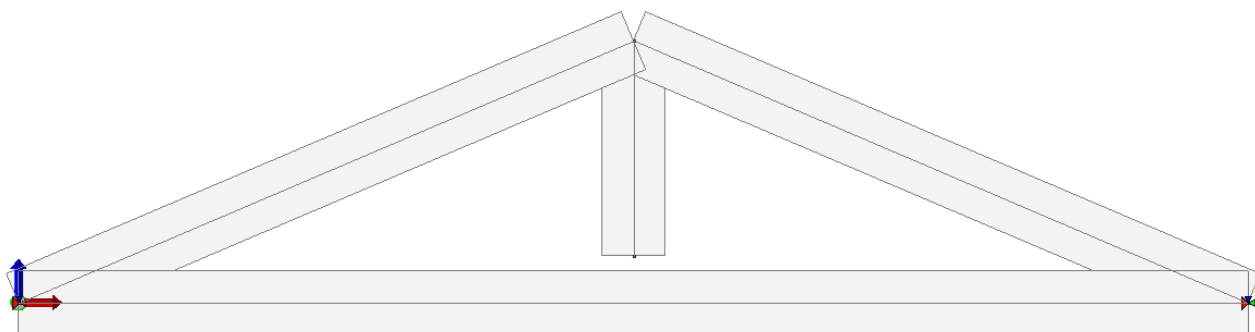


Figura 6. Modello 3D agli elementi finiti della capriata

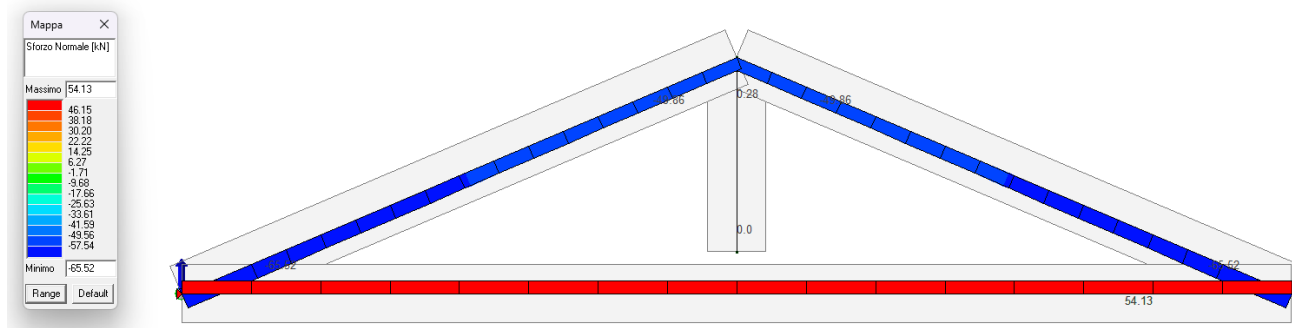


Figura 7. Sforzo Normale agli SLU

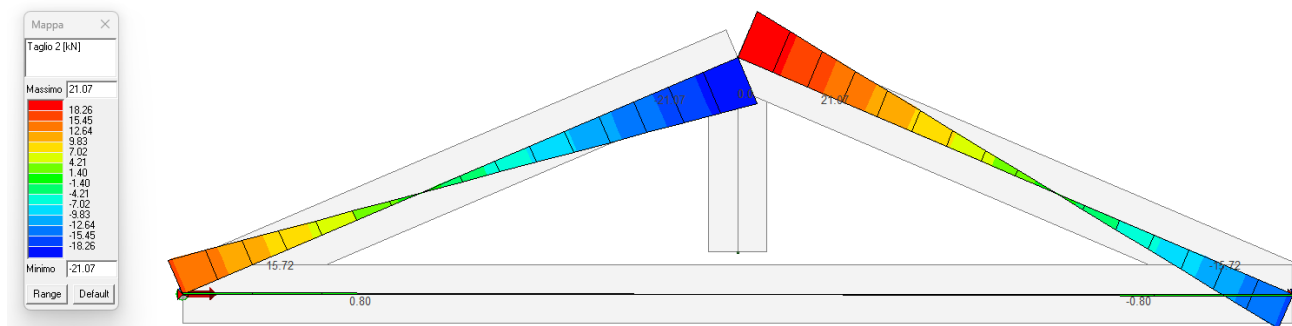


Figura 8. Sollecitazioni di taglio agli SLU

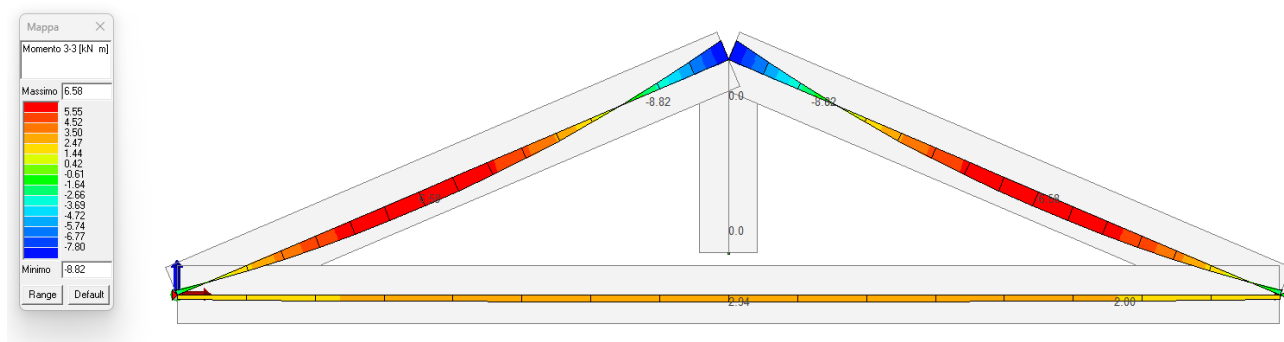


Figura 9. Sollecitazioni a momento flettente agli SLU

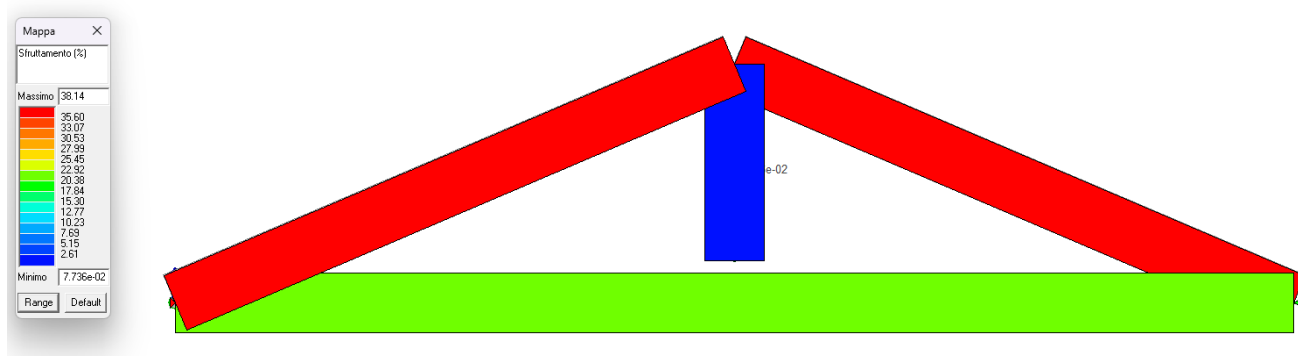


Figura 10. Sfruttamento percentuale degli elementi lignei della capriata

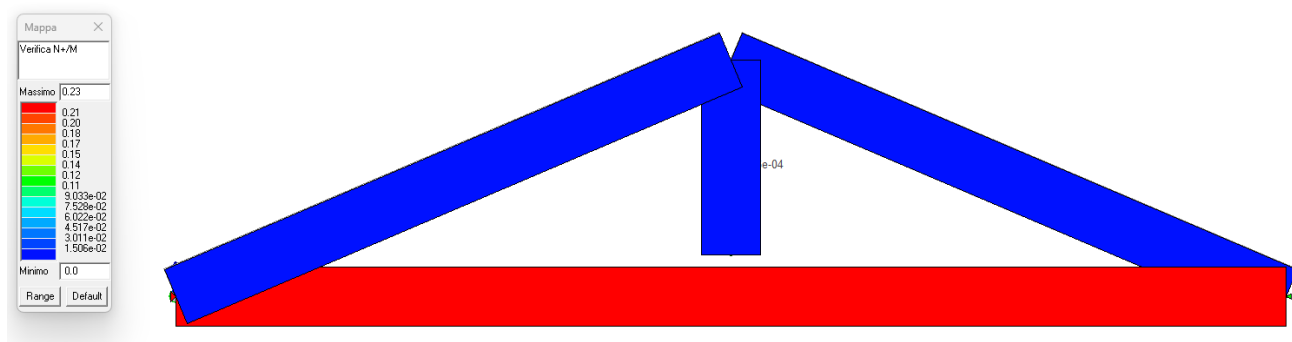


Figura 11. Verifica a pressoflessione $N+/M$ agli SLU

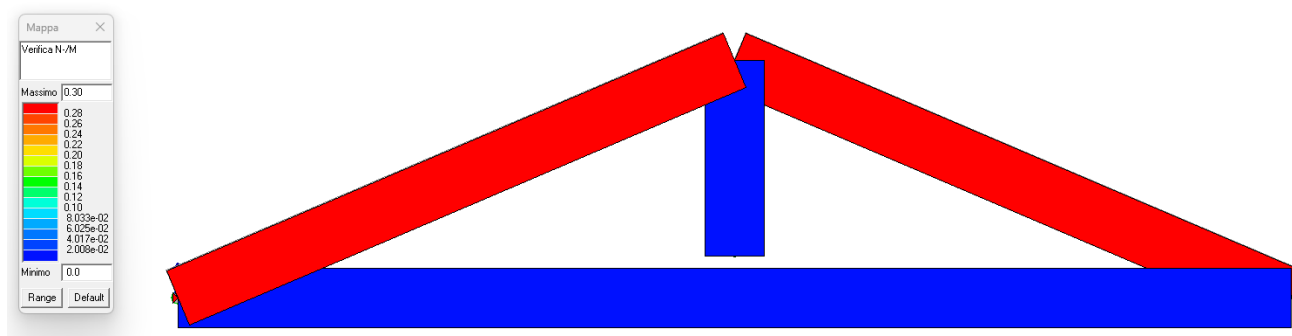


Figura 12. Verifica a pressoflessione $N-/M$ agli SLU

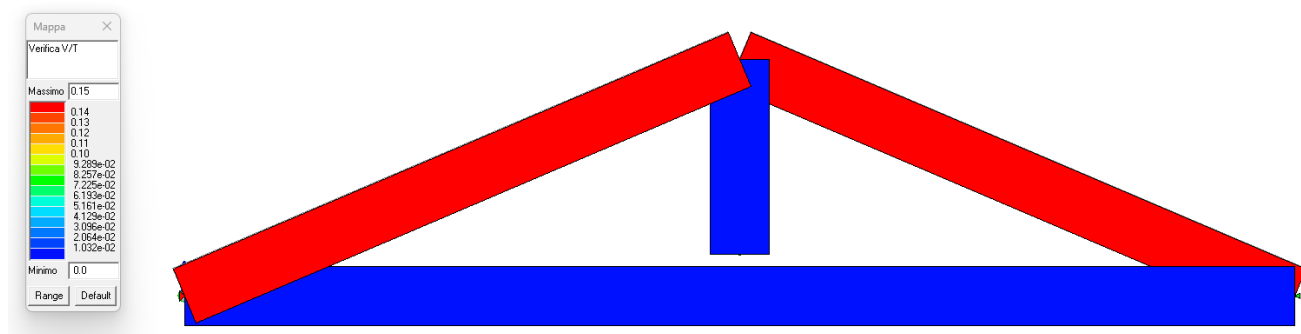


Figura 13. Verifica a taglio-torsione agli SLU

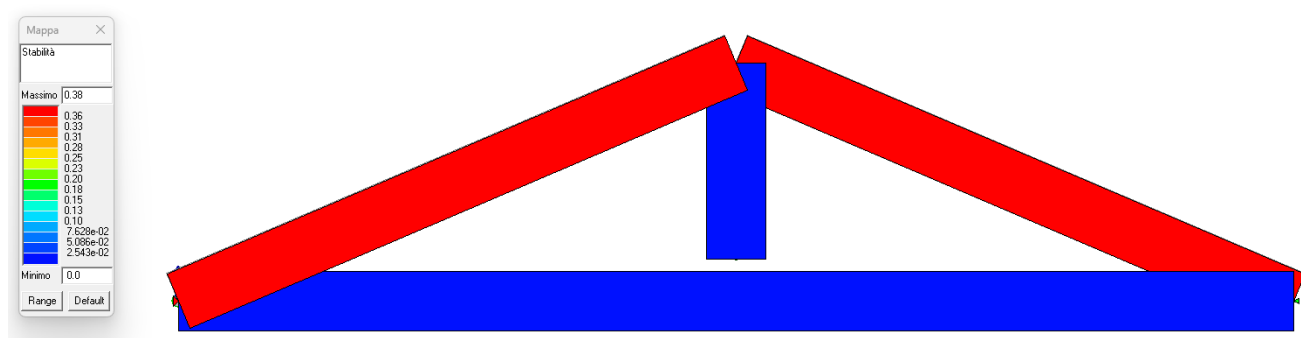


Figura 14. Verifica a stabilità agli SLU

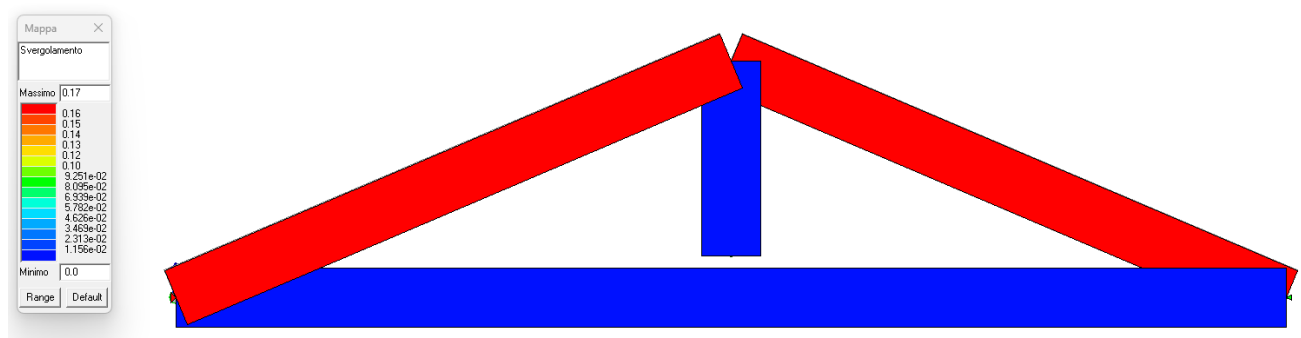


Figura 15. Verifica a svergolamento agli SLU

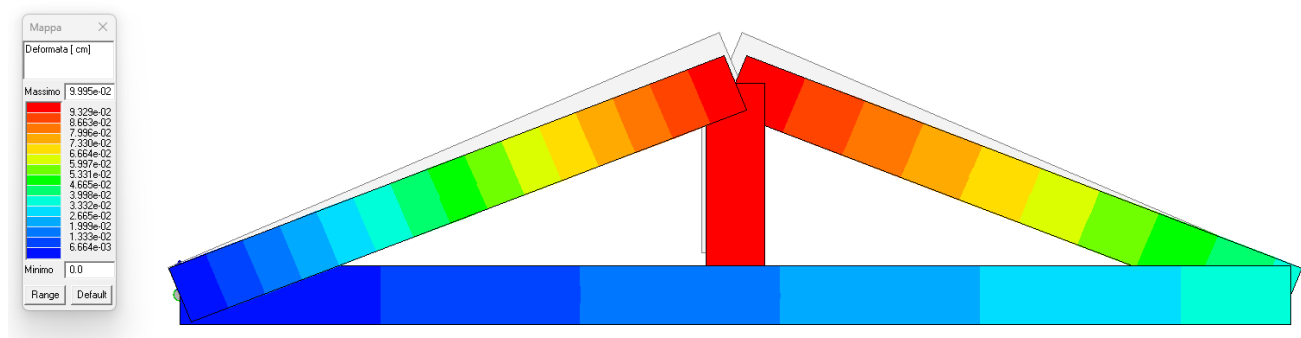


Figura 16. Deformata massima agli SLU

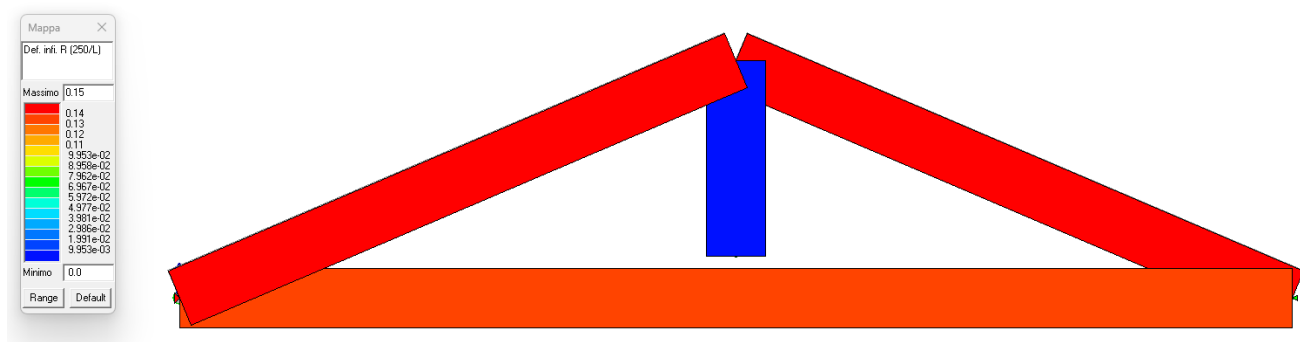


Figura 17. Verifica agli SLE

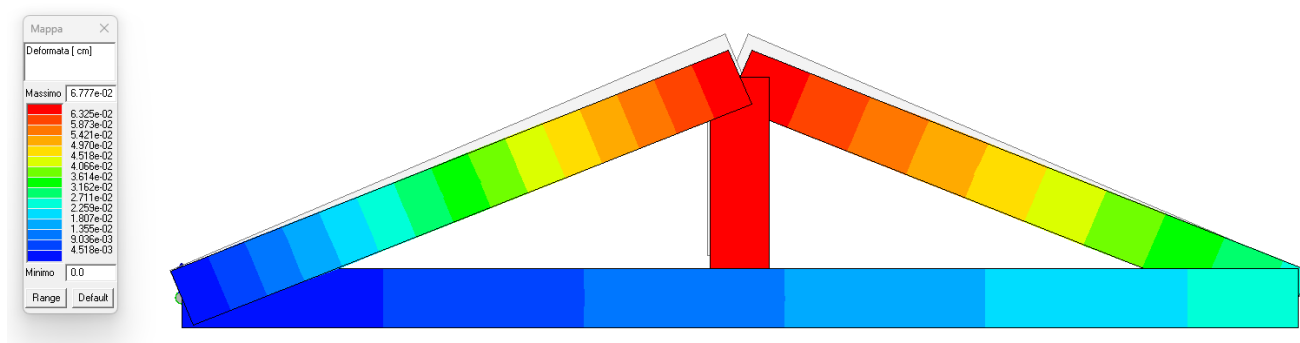


Figura 18. Deformata massima agli SLE

8.2. Verifica collegamenti carpenteria lignea

Con riferimento a quanto riportato nelle "Istruzioni CNR DT 206 R1/2018" , nel caso di collegamenti tra aste in legno con intagli che possono determinare compressione perpendicolare o inclinata rispetto la fibratura e/o taglio, si devono verificare:

- Compressione perpendicolare alla fibratura
- Compressione inclinata rispetto alla fibratura
- Taglio

Verifica nodo Catena – Puntone a dente semplice

Parametri Nodo

[cm.] $t_v =$ $L_v =$

Reazione Vincolare (kN) Lap

Caratteristiche Aste

Asta N. Materiale N°

Puntone

Tipo Sezione	Rettango	N°	5
B (cm)	25	Descrizio...	Massello D24
H (cm)	25	Fmk	24,00
α°	22	Ft,0,k	14,00
Axial N. (kN)	65,52	Ft,90,k	0,50
		Fc,0,k	21,00
		Fc,90,k	4,90
		Fvk	3,70

Tipologia Nodo: Catena Puntone a Dente Semplice

Profondità Intaglio: $t_v = 5,00$ cm.

Lunghezza Resistente: $L_v = 20,00$ cm.

Coefficienti Normativi:

Classe di Servizio: 1: $T=20^\circ\text{C}$ $U<65\%$

$K_{mod} = 0,60$

$\gamma_M = 1,50$

Aste Collegate:

Asta N. 1 $B=25,00\text{cm.} \times H=25,00\text{cm.}$

Materiale: Massello D24

$f_{c0k} = 21,00\text{N/mm}^2$ $f_{c0d} = 8,40\text{N/mm}^2$

$f_{c90k} = 4,90\text{N/mm}^2$ $f_{c90d} = 1,96\text{N/mm}^2$

$f_{vk} = 3,70\text{N/mm}^2$ $f_{vd} = 1,48\text{N/mm}^2$

Asta N. 2 $B=25,00\text{cm.} \times H=25,00\text{cm.}$

Materiale: Massello D24

$f_{c0k} = 21,00\text{N/mm}^2$ $f_{c0d} = 5,60\text{N/mm}^2$

$f_{c90k} = 4,90\text{N/mm}^2$ $f_{c90d} = 1,96\text{N/mm}^2$

$f_{vk} = 3,70\text{N/mm}^2$ $f_{vd} = 1,48\text{N/mm}^2$

Verifica a Compressione Inclinata rispetto le fibrature

Intaglio SX: Componente di compressione $F1 = 62,86$ kN

Angolo tra componente di compressione $F1$ e Fibratura: $\alpha_1 = 11,00^\circ$

Resistenza a compressione inclinata $f_{c\alpha_1,d} = 7,50\text{N/mm}^2$

$\sigma = 4,94\text{N/mm}^2 < f_{c\alpha_1,d}$

Intaglio DX: Componente di compressione $F2 = 12,59$ kN

Angolo tra componente di compressione F2 e Fibratura: $\alpha_2 = 85,65^\circ$
 Resistenza a compressione inclinata $f_{c\alpha_2,d} = 1,97 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma = 0,08 \text{ N/mm}^2 < f_{c\alpha_2,d}$

Verifica a Taglio - tallone

$\tau = 1,21 \text{ N/mm}^2 < f_{vd}$

Verifica Appoggio - Compressione Perpendicolare alla fibratura

$\sigma = 0,58 \text{ N/mm}^2 < f_{c90d}$

Verifica nodo Monaco – Puntoni a dente semplice

Parametri Nodo

[cm.] $t_{v1} = 5$ $L_{v1} = 5$ $t_{v2} = 5$ $L_{v2} = 5$

Caratteristiche Aste

Asta N. 1 2 3 Materiale N° 5

Puntone Dx

Tipo Sezione	Rettango	N°	5
B (cm)	25	Descrizio...	Massello D24
H (cm)	25	F _{mk}	24,00
α°	22	F _{t,0,k}	14,00
Axial N. (kN)	49,86	F _{t,90,k}	0,50
		F _{c,0,k}	21,00
		F _{c,90,k}	4,90
		F _{vk}	3,70

Tipologia Nodo: Monaco Puntoni a Dente Semplice

Profondità Intaglio: $t_{v1} = 5,00 \text{ cm.}$
 Lunghezza Resistente: $L_{v1} = 5,00 \text{ cm.}$
 Profondità Intaglio: $t_{v2} = 5,00 \text{ cm.}$
 Lunghezza Resistente: $L_{v2} = 5,00 \text{ cm.}$

Coefficienti Normativi:

Classe di Servizio: 1: $T=20^\circ\text{C}$ $U<65\%$
 $K_{mod} = 0,60$
 $\gamma_M = 1,50$

Aste Collegate:

Asta N. 1 $B=25,00 \text{ cm.} \times H=25,00 \text{ cm.}$
 Materiale: Massello D24
 $f_{c0k} = 21,00 \text{ N/mm}^2$ $f_{c0d} = 5,60 \text{ N/mm}^2$
 $f_{c90k} = 4,90 \text{ N/mm}^2$ $f_{c90d} = 1,96 \text{ N/mm}^2$
 $f_{vk} = 3,70 \text{ N/mm}^2$ $f_{vd} = 1,48 \text{ N/mm}^2$

Asta N. 2 $B=25,00 \text{ cm.} \times H=25,00 \text{ cm.}$
 Materiale: Massello D24
 $f_{c0k} = 21,00 \text{ N/mm}^2$ $f_{c0d} = 8,40 \text{ N/mm}^2$
 $f_{c90k} = 4,90 \text{ N/mm}^2$ $f_{c90d} = 1,96 \text{ N/mm}^2$
 $f_{vk} = 3,70 \text{ N/mm}^2$ $f_{vd} = 1,48 \text{ N/mm}^2$

Asta N. 3 $B=25,00 \text{ cm.} \times H=25,00 \text{ cm.}$
 Materiale: Massello D24
 $f_{c0k} = 21,00 \text{ N/mm}^2$ $f_{c0d} = 5,60 \text{ N/mm}^2$
 $f_{c90k} = 4,90 \text{ N/mm}^2$ $f_{c90d} = 1,96 \text{ N/mm}^2$
 $f_{vk} = 3,70 \text{ N/mm}^2$ $f_{vd} = 1,48 \text{ N/mm}^2$

Verifica a Compressione Inclinata rispetto le fibrature

Saetta di sinistra

Intaglio SUP: Componente di compressione $F1 = 30,05 \text{ kN}$
Angolo tra componente di compressione $F1$ e Fibratura: $\alpha1 = 34,00^\circ$
Resistenza a compressione inclinata $f_{c\alpha1,d} = 4,14 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma = 1,99 \text{ N/mm}^2 < f_{c\alpha1,d}$
Intaglio INF: Componente di compressione $F2 = 30,08 \text{ kN}$
Angolo tra componente di compressione $F2$ e Fibratura: $\alpha2 = 78,03^\circ$
Resistenza a compressione inclinata $f_{c\alpha2,d} = 2,03 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma = 0,50 \text{ N/mm}^2 < f_{c\alpha2,d}$

Saetta di destra

Intaglio SUP: Componente di compressione $F1 = 30,05 \text{ kN}$
Angolo tra componente di compressione $F1$ e Fibratura: $\alpha1 = 34,00^\circ$
Resistenza a compressione inclinata $f_{c\alpha1,d} = 4,14 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma = 1,99 \text{ N/mm}^2 < f_{c\alpha1,d}$
Intaglio INF: Componente di compressione $F2 = 30,08 \text{ kN}$
Angolo tra componente di compressione $F2$ e Fibratura: $\alpha2 = 78,03^\circ$
Resistenza a compressione inclinata $f_{c\alpha2,d} = 2,03 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma = 0,50 \text{ N/mm}^2 < f_{c\alpha2,d}$

8.3. Elementi secondari

- Arcarecci con sezione 20x20 cm, luce netta 3,5 m ed interasse pari e 1,4 m. Il calcolo è stato eseguito considerando gli elementi orizzontali soggetti a flessione deviata con un'inclinazione della falda pari a 22°.

Calcolo di sollecitazioni e tensioni				
Carico di progetto	p_{SLU}	5,84	[kN/m]	
Taglio nel piano xz	$p_{SLU,Vz}$	5,41	[kN/m]	
Taglio nel piano xy	$p_{SLU,Vy}$	2,19	[kN/m]	
Massimo taglio piano xz	$V_{Sd,z}$	9,95	[kN]	
Massimo taglio piano xy	$V_{Sd,y}$	4,02	[kN]	
Massimo momento flettente piano xz	$M_{Sd,y}$	9,14	[kNm]	
Massimo momento flettente piano xy	$M_{Sd,z}$	3,69	[kNm]	
Tensione massima a flessione piano xz	$\sigma_{m,y,d}$	6,85	[N/mm ²]	
Tensione massima a flessione piano xy	$\sigma_{m,z,d}$	2,77	[N/mm ²]	
Tensione tangenziale massima	τ_d	0,40	[N/mm ²]	
Coefficiente di forma	k_{sh}	1,15	[-]	

Verifiche				
Verifiche di resistenza con relativo riferimento alle NTC 2018				
Flessione	[4.4.5a]	0,92	[-]	SI
	[4.4.5b]	0,79	[-]	SI
Tensoflessione	[4.4.6a]	0,92	[-]	SI
	[4.4.6b]	0,79	[-]	SI
Pressoflessione	[4.4.7a]	0,92	[-]	SI
	[4.4.7b]	0,79	[-]	SI
Taglio	[4.4.8]	0,27	[-]	SI
Taglio e torsione	[4.4.10]	0,07	[-]	SI
Verifiche di stabilità con relativo riferimento alle NTC 2018				
Elementi inflessi (instabilità di trave)	[4.4.11]	0,71	[-]	SI
Elementi compressi (instabilità di colonna)	[4.4.13]	0,00	[-]	SI
Verifiche di deformabilità (combinazione SLE rara)				
Carichi permanenti per verifiche di deformabilità	g	3,24	[kN/m]	
Carichi variabili per verifiche di deformabilità	q	0,70	[kN/m]	
Eventuale monta iniziale sull'elemento	δ_m	0,20	[mm]	
Freccia istantanea per soli carichi variabili	$f_{2,ist}$	1,2	[mm]	
Freccia finale (a lungo termine) carichi permanenti	$f_{1,fin}$	9,0	[mm]	
Freccia finale (a lungo termine) complessiva	f_{fin}	11,0	[mm]	
Limite di deformabilità rispetto alla luce	$L_d/f_{2,ist}$	300	[-]	
Eventuale limite di deformabilità rispetto alla luce	$L_d/f_{1,fin}$	250	[-]	
Limite di deformabilità rispetto alla luce	L_d/f_{fin}	200	[-]	
Deformabilità istantanea per soli carichi variabili	$f_{2,ist} \leq L_d/300$	0,10	[-]	SI
Deformabilità finale (a lungo termine) carichi perm.	$f_{1,fin} \leq L_d/250$	0,61	[-]	SI
Deformabilità finale (a lungo termine) complessiva	$f_{fin} \leq L_d/200$	0,60	[-]	SI
			Check	Sfr. [%]
			SI	91,59

- Travetti con sezione 8x8 cm, interasse pari a 0,3 m ed inclinazione pari a 22°.

Calcolo di sollecitazioni e tensioni			
Carico di progetto	P_{SLU}	1,26	[kN/m]
Carico in compressione	$P_{SLU,C}$	0,47	[kN/m]
Taglio nel piano xz	$P_{SLU,Vz}$	1,17	[kN/m]
Massima forza di compressione	$N_{c,Sd}$	0,70	[kN]
Massimo taglio piano xz	$V_{Sd,z}$	0,86	[kN]
Massimo momento flettente piano xz	$M_{Sd,y}$	0,32	[kNm]
Tensione massima di compressione	$\sigma_{c,0,d}$	0,11	[N/mm ²]
Tensione massima a flessione piano xz	$\sigma_{m,y,d}$	3,71	[N/mm ²]
Tensione tangenziale massima	τ_d	0,20	[N/mm ²]
Coefficiente di forma	k_{sh}	1,15	[-]

Verifiche				
Verifiche di resistenza con relativo riferimento alle NTC 2018				
Compressione parallela alla fibratura	[4.4.3]	0,01	[-]	SI
Flessione	[4.4.5a]	0,34	[-]	SI
	[4.4.5b]	0,24	[-]	SI
Tensoflessione	[4.4.6a]	0,34	[-]	SI
	[4.4.6b]	0,24	[-]	SI
Pressoflessione	[4.4.7a]	0,34	[-]	SI
	[4.4.7b]	0,24	[-]	SI
Taglio	[4.4.8]	0,14	[-]	SI
Taglio e torsione	[4.4.10]	0,02	[-]	SI
Verifiche di stabilità con relativo riferimento alle NTC 2018				
Elementi inflessi (instabilità di trave)	[4.4.11]	0,34	[-]	SI
Elementi compressi (instabilità di colonna)	[4.4.13]	0,02	[-]	SI
Verifiche di deformabilità (combinazione SLE rara)				
Carichi permanenti per verifiche di deformabilità	g	0,70	[kN/m]	
Carichi variabili per verifiche di deformabilità	q	0,15	[kN/m]	
Eventuale monta iniziale sull'elemento	δ_m	0,20	[mm]	
Freccia istantanea per soli carichi variabili	$f_{2,ist}$	0,3	[mm]	
Freccia finale (a lungo termine) carichi permanenti	$f_{1,fin}$	1,8	[mm]	
Freccia finale (a lungo termine) complessiva	f_{fin}	2,2	[mm]	
Limite di deformabilità rispetto alla luce	$L_d/f_{2,ist}$	300	[-]	
Eventuale limite di deformabilità rispetto alla luce	$L_d/f_{1,fin}$	250	[-]	
Limite di deformabilità rispetto alla luce	L_d/f_{fin}	200	[-]	
Deformabilità istantanea per soli carichi variabili	$f_{2,ist} \leq L_d/300$	0,05	[-]	SI
Deformabilità finale (a lungo termine) carichi perm.	$f_{1,fin} \leq L_d/250$	0,30	[-]	SI
Deformabilità finale (a lungo termine) complessiva	$f_{fin} \leq L_d/200$	0,30	[-]	SI
			Check	Sfr. [%]
			SI	34,07

8.4. Verifica collegamenti

Verifica collegamento travicello - arcareccio

L'unione tra i travicelli e le travi degli elementi di copertura è realizzata per contatto diretto, che garantisce il solo trasferimento degli sforzi di compressione ortogonali alla superficie di contatto. Gli sforzi tangenziali, ovvero, le azioni di taglio e l'azione di sollevamento sono invece trasferite per mezzo viti.

La massima azione tagliante si sviluppa in condizione di carico permanenti + variabile.

Considerando la luce massima di appoggio dei travicelli pari a 140 cm ed interasse pari a 30 cm, la componente orizzontale agente risulta pari a:

$$H_{ed} = 1,3 \times 1,4 \times 0,3 \times 2,15 \times \sin(22^\circ) + 1,5 \times 1,4 \times 0,3 \times 0,50 \times \sin(22^\circ) = 0,56 \text{ kN}$$

Considerato che ogni travetto appoggia su due lati, si ottiene la componente di taglio agente sulla singola vite:

$$H_{ed,vite} = 0,56 / 2 = 0,28 \text{ kN}$$

Considerando una vite ϕ 8mm tipo HBS della Rothoblaas di lunghezza pari a 240 mm, la resistenza caratteristica a taglio per ogni mezzo d'unione, calcolata secondo UNI 1995-1-1:2014, risulta pari a $F_{v,Rk} = 3,28 \text{ kN}$.

La resistenza di progetto a taglio per ogni mezzo d'unione risulta:

$$F_{v,Rd} = F_{v,Rk} \times k_{mod} / \gamma_M = 3,28 \times 0,6 / 1,5 = 1,312 \text{ kN}$$

Tale valore risulta superiore alla componente di taglio agente sul singolo mezzo d'unione $H_{ed,vite}$, quindi la verifica risulta soddisfatta.

Verifica collegamento arcareccio – capriata

L'unione tra arcarecci e capriate è realizzata per contatto diretto, che garantisce il solo trasferimento degli sforzi di compressione ortogonali alla superficie di contatto. Gli sforzi tangenziali, ovvero, le azioni di taglio e l'azione di sollevamento sono invece trasferite per mezzo di viti.

La massima azione tagliante si sviluppa in condizione di carico permanenti + variabile.

Considerando la luce massima di appoggio degli arcarecci pari a 3,5 cm ed interasse pari a 140 cm, la componente orizzontale agente risulta pari a:

$$H_{ed} = 1,3 \times 3,5 \times 1,4 \times 2,32 \times \sin(22^\circ) + 1,5 \times 3,5 \times 1,4 \times 0,5 \times \sin(22^\circ) = 6,91 \text{ kN}$$

Considerato che ogni arcareccio appoggia su due lati e ogni collegamento è realizzato per mezzo di due viti, si ottiene la componente di taglio agente sulla singola vite:

$$H_{ed,vite} = 5,54 / 4 = 1,73 \text{ kN}$$

Considerando una vite ϕ 10mm tipo HBS della Rothoblaas di lunghezza pari a 300 mm,

la resistenza caratteristica a taglio per ogni mezzo d'unione, calcolata secondo UNI 1995-1-1:2014, risulta pari a $F_{v,Rk} = 4,81$ kN.

La resistenza di progetto a taglio per ogni mezzo d'unione risulta:

$$F_{v,Rd} = F_{v,Rk} \times k_{mod} / \gamma_M = 4,81 \times 0,6 / 1,5 = 1,924 \text{ kN}$$

Tale valore risulta superiore alla componente di taglio agente sul singolo mezzo d'unione $H_{ed,vite}$, quindi la verifica risulta soddisfatta.

Collegamento appoggio capriata-cordolo

Le sollecitazioni agli SLU valgono:

$$N_{puntone} = 65,52 \text{ kN}$$

$$N_{catena} = 54,13 \text{ kN}$$

Considerato che il collegamento prevede 4 barre filettate M16 cl.8.8, l'azione di taglio agente sulla singola barra vale:

$$H_{ed} = (65,52 \times \cos(22^\circ) - 54,13) / 4 = 1,65 \text{ kN}$$

Tale valore risulta ampiamente inferiore al valore resistente corrispondente ad una barra M16 cl.8.8 che è pari a 34,4 kN.

Verifica appoggio capriate sollecitate da azione sismica

L'azione derivante dal sisma, agente sul collegamento, si ottiene con la formula seguente:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot \frac{W}{g} \cdot \lambda$$

dove W è pari ai carichi gravitazionali per la superficie della copertura che risulta pari allo sviluppo inclinato della copertura per l'interasse tra le capriate: $S = (2,55+2,55) \times 3,5 = 17,85$ m².

I carichi gravitazionali (da analisi dei carichi) risultano pari a 2,32 kN/m² quindi il peso W risulta pari a $W = 2,32 \times 17,85 = 41,41$ kN.

In maniera cautelativa $S_d(T_1)$ si assume pari a 0,20g e il coefficiente $\lambda = 1$.

La forza sismica vale quindi $F_h = 0,20 \times 41,41 \times 1 = 8,28$ kN.

Tale azione è assorbita dal sistema di collegamento adottato mediante i due appoggi della capriata sul cordolo in c.a., fissate con n. 4 barre filettate M16 cl. 8.8, con resistenza a taglio pari a 34,4 kN. La resistenza del sistema singolo appoggio : $4 \times 34,4 = 137,6$ kN > 8,28 kN quindi la verifica risulta soddisfatta.